

Memo

Aan
Peter Oosterbaan, Drees & Sommer

Kopie
Robert Schipper, GeoBest

Datum
19 juli 2018

Van
Frits van Tol

Tel nummer
+31 (0)6 22519733

E-mail
a.fritsvantol@gmail.com

Onderwerp:
Second opinion, Post Rotterdam

1. Inleiding

Ondergetekende ontving op 13 juli van de Heer Oosterbaan van Drees & Sommer opdracht om een geotechnische beoordeling uit te voeren voor de geplande Hoogbouw Post Rotterdam. In voorliggend memo wordt een eerste reactie gegeven op de stukken die per "link" op 13 juli werden toegestuurd. Deze memo gaat in op de belangrijkste aspecten van de geotechnische rapportage nr. 30613-R001-RBR, dd 29 juni 2018 van GeoBest.

2. Scope

In de mail dd 14 juni 2018 werd de scope van de review als onderstaand verwoord. In de review zullen deze onderwerpen achter eenvolgens worden behandeld

Beoordeling funderingsadvies hoogbouw

Toegepast worden Tubex palen met groutinjectie met een diameter 762/950 mm tot een diepte van ca. maaiveld – 65 m. De toren die 150 à 175 m hoog wordt, komt op de voormalige binnenplaats en de te slopen gevel langs het Rode Zand.

Voor het geotechnisch ontwerp van de fundering worden draagkrachtberekeningen gemaakt conform NEN 9997-1+C2;2017.

Daarnaast wordt een 3D eindige elementen berekening gemaakt om enerzijds de extra paalvorming door consolidatie van de laag van Kedichem te bepalen en anderzijds de vervormingen van het (op houten palen gefundeerde) bestaande gebouw dat een monumentale status kent.

Beoordeling bouwputadvies

Onder de toren wordt een kelder gebouwd. De kelder wordt gerealiseerd door rondom stalen damwanden te drukken tot in het pleistocene zand, zodat een waterdichte bouwkuip wordt verkregen. De bouwkuip wordt uitgevoerd met een stempelraam om de vervormingen te minimaliseren. De ontgravingsdiepte is beperkt (ca. NAP-5,5m) dat er geen risico op opbarsten van de putbodem bestaat wanneer deze droog ontgraven wordt. Een spanningsbemaling lijkt momenteel niet nodig, echter vanwege nabijheid van de kritische grens wordt momenteel wel een bemalingsadvies overwogen.

Beoordeling Uitvoeringsrisico's

Beoordeeld moet worden of bij de keuze van de technieken en uitvoeringswijze de mogelijke

uitvoeringsrisico's in alle fases van het project in voldoende mate in beeld zijn en kunnen worden beheerst.

3. Beoordeling funderingsadvies hoogbouw

Het gaat hierbij vooral om de ontwerpsystematiek, het gekozen paaltype en de zakkingsberekeningen.

3.1 Ontwerp systematiek

GeoBest volgt een ontwerp filosofie waarbij de karakteristieke waarde van de belasting de karakteristieke waarde van het schachtdraagvermogen van de palen niet mag overschrijden. Op deze wijze wordt in de bruikbaarheidsgrenstoestand het puntdraagvermogen, niet of nauwelijks aangesproken waardoor geen sprake is van grote verplaatsingen, die nodig zijn om het puntdraagvermogen te mobiliseren. Voor palen met een relatief grote puntdiameter is dit een goede benadering om de paalkopzakking te minimaliseren.

Verder wordt gekozen voor een paalpuntniveau in de tweede zandlaag op ca NAP -65m, omdat funderingen in de eerste zandlaag te veel zakking veroorzaken ter plaatsende van bestaande bouw, c.q. het bestaande Postkantoor.

Het betekent dat voor de Uiterste Grenstoestand (UGT) wel een toets plaats vindt waarbij het puntdraagvermogen wel volledig wordt meegenomen.

Deze benadering wordt door ondergetekende onderschreven.

De feitelijke toetsen in UGT en BGT ontbreken nog in het rapport, waarschijnlijk omdat de belastingen nog niet precies bekend zijn.

Uit de berekeningen volgt dat het schachtdraagvermogen in de eerste zandlaag niet hoeft te worden gereduceerd ten gevolge van zakking van de daaronder gelegen Waalre klei, maar dat hierdoor alleen extra paalkop zakking optreedt. Dit is m.i. juist; constructief is het echter van groot belang dat de palen de maximale belasting uit het gebouw moeten kunnen dragen vermeerderd met alle schachtwrijving tot op het niveau van de bovenkant tweede zandlaag, dat wil zeggen ca NAP -50m, als negatieve kleef. Door samendrukking van de Waalre klei zullen alle lagen boven de NAP -50m zakken; dit leidt tot genoemde extra paalkopzakking, waarmee gerekend is, maar mag niet leiden tot het constructief bezwijken van de palen.

3.2 Gekozen Paaltype

Het voorgestelde paaltype is een Tubex-groutinjectie paal geïnstalleerd tot een niveau van ca NAP -65m. Deze schroefinjectie paal zal in 3 secties worden geïnstalleerd, waarbij de eerste 2 secties met bentonietsuspensie als boorvloeistof worden geboord en de laatste met grout. Onlangs is bij een ander project in Rotterdam een proefpaal geïnstalleerd, vanwege o.a. de volgende uitvoeringonzekerheden:

- onvoldoende penetratie,
- noodzakelijkerwijs daardoor een te hoog injectie debiet, waardoor ontspanning en afname van de conusweerstand optreedt;
- onzekerheid over het volledig verdringen van de bentonietsuspensie, waarmee over de eerste twee secties geboord wordt, door grout.

Ondergetekende heeft ook voor dat project een beoordeling gegeven. Onderstaand worden de bevindingen van die beoordeling weergegeven.

“Naar aanleiding van de hierboven genoemde onzekerheden is het m.i. niet verantwoord om zonder naderonderzoek c.q. nadere onderbouwing te rekenen met een α s van 0,9% omdat:

- over het gedeelte waarover met grout geboord is, niet aangetoond is dat er geen sprake is van ernstige ontspanning en reductie van de conusweerstand
- over het gedeelte waar met bentonietsuspensie is geboord omdat niet aangetoond is dat de bentonietsuspensie over de volledige omtrek en hoogte (tenminste tot NAP -17m) is verdrongen door grout.”

In het rapport nr. 30613-R001-RBR van GeoBest wordt op pg 21 wel gerefereerd aan de mogelijkheid dat de bentonietsuspensie slechts gedeeltelijk wordt verdrongen door grout maar de consequentie, die dit heeft voor de wrijvingseigenschappen, c.q. de α s wordt niet genomen.

Dit betekent dat het schachtdraagvermogen mogelijk aanmerkelijk lager uitvalt dan nu in het ontwerp is gerekend.

3.3. Berekende zakking en hoekverdraaiingen

De berekende zakking van de hoogbouw hangt af van het gebruikte grondmodel in het EEM pakket Plaxis. Dit is nogal onbevredigend. Het is juist dat GeoBest met de worst case rekent dat wil zeggen het Soft Soil Creep model. Dit model berekent een zakking van de hoogbouw van ca 50 mm (paalkop zakking) en een mogelijke scheefstand van de hoogbouw van ca 1:3200, of te wel 50 mm horizontale verplaatsing op het hoogste punt van het gebouw.

In de rapportage ontbreekt een beschouwing over de nauwkeurigheid van deze resultaten.

Vaak wordt voor zakkingsberekeningen een marge van plus en min 30% aangehouden.

Omdat het hier echter zeer complexe berekeningen betreffen is het uitvoeren van een gevoeligheidsonderzoek, om inzicht te krijgen in de spreiding van de berekeningsresultaten, aan te bevelen.

Om op voorhand de berekende scheefstand te willen compenseren door variaties in het aanleg niveau van de funderingspalen te introduceren lijkt me onverstandig, zo lang men niet volledige zekerheid heeft dat de berekende zakkingen daadwerkelijk zullen optreden (dit soort berekeningen is volstrekt onvergelykbaar met de zeeg door eigen gewicht in een brug, die wordt gecompenseerd door een voorvervorming).

Met betrekking tot het de invloed van kruip wordt berekend dat de hoekverdraaiingen aansluitend aan de hoogbouw zullen afnemen en dat de gehele omgeving hierdoor zakt. Dit komt kennelijk uit de kruipberekening maar lijkt mij niet aannemelijk. Ik verwacht dat de kruip vooral t.g.v. de belasting van de hoogbouw plaats vindt en waardoor de zakking van de hoogbouw t.o.v. de belendingen zal toenemen en daardoor de hoekverdraaiingen ook. Door kruip zal de zakking zich mogelijk meer spreiden wat tot een afname van de hoekverdraaiing leidt. Welke invloed dominant is m.i. onzeker. Om hieromtrent meer zekerheid te verkrijgen is een gevoeligheidsanalyse vereist.

De vermelde hoekverdraaiingen in de tekst, pg 45 t/m 47 zijn vermoedelijk ontleend aan de figuren 40, t/m 43. De, in deze figuren genoteerde hoekverdraaiingen zijn echter niet de maximale maar de helling van de rechte verbindinglijn naar de rand van de mesh, die toevallig op 100 m is gelegen. De maximale hoekverdraaiingen, bij het bestaande postgebouw zijn dus veel groter, hetgeen ook te zien is aan de sterke kromming van de zakkingslijnen nabij het gebouw. De hoekverdraaiingen (zakking op niveau NAP -5,45m) direct naast de hoogbouw liggen bijvoorbeeld in de orde van 1:700 i.p.v. 1:1600.

Verder worden deze resultaten in hoge mate beïnvloed door de sterkte en stijfheid van de diepe zandlaag en de Waalre klei. Omdat de hoekverdraaiingen kritisch zijn voor het bestaande gebouw lijkt het verstandig om ook een gevoeligheidsanalyse uit te voeren naar deze hoekverdraaiingen. Hierbij zou bijvoorbeeld met een factor 2 lagere stijfheid en sterkte van de grond moeten worden gerekend, bij dezelfde totale zakking (dus als opgelegde verplaatsing ingevoerd).

4. Bouwput advies

Hierbij gaat het vooral om het principe van het ontwerp van de bouwput, de doorbuiging van de wand en vervorming in de omgeving, eventuele bemaling en de installatie van de damwand. Onderstaand word top deze aspecten ingegaan.

4.1 Principe ontwerp, doorbuiging en vervorming in omgeving

Er is gekozen voor een enkelvoudig gestempelde bouwput met een stempel gelegen op NAP – 2m. Er zijn berekeningen van twee tegen over elkaar liggende doorsneden, nl. dsn 1 en dsn 2. Doorsnede 1 heeft een achterliggend maaiveld op straatniveau (Het Rodezand) en dsn 2 heeft een maaiveld dat onder de bestaande kelder ligt, op NAP -2,5m. De grondwaterstand is op NAP -0,8 m aangehouden.

Voor dsn 1 wordt geen bovenbelasting op het maaiveld aangehouden in de fase voor het stempel geplaatst is, dit is m.i. alleen acceptabel als er fysieke maatregelen worden getroffen die het bovenbelasting onmogelijk maken.

Na ontgraving wordt een betonvloer gestort, die naar ik aanneem ook een stempelfunctie krijgt. De berekende doorbuiging van de damwanden bedraagt in BGT resp. 58,8 en 62,1 mm. De fase waarbij het stempel is verwijderd (en overgenomen door de keldervloer) is in de tekst niet aangeduid. Mogelijk geeft de dan over grote hoogte vrijstaande wand toch nog grotere doorbuiging. Dit dient gecontroleerd te worden.

De stempelkrachten in dsn 1 en 2 zijn ongelijk doordat het maaiveld ongelijk ligt; hierdoor zal verevening optreden. Dit effect moet worden berekend, zeker omdat dsn 1 een grotere stempelkracht heeft en bij dsn 2 achter de damwand op het stempelniveau geen grond zit. Naar verwachting levert dit in dsn 2 grotere momenten en verplaatsingen van damwand. Een berekening waarin deze interactie tussen beide wanden wordt meegenomen vraagt in D-sheet verschillende interacties, maar kan in Plaxis wel in een keer worden meegenomen. Het lijkt erop dat dit niet gedaan is, omdat in de Plaxis berekening de stempelkracht in dsn 1 en 2 nog meer verschillend zijn. Een berekening over de volledige doorsnede zou m.i. wel gedaan moeten worden, te meer daar wordt geconcludeerd dat de verplaatsingen te groot zijn voor de bestaande bebouwing en dat voorspannen van het stempel daar een oplossing voor zou zijn. Het voorspannen van het stempel als er geen grond achter damwand zit, lijkt mij geen goed plan. Het moment in dsn 2 zal toenemen, evenals de doorbuiging en feitelijk gaat de bestaande kelder die voorspankracht dan opnemen; dit lijkt mij niet toelaatbaar. Een extra stempellaag lijkt mij verstandiger. Een doorbuiging van de damwand van ca 60 mm, zoals met D-sheet berekend is, lijkt mij te groot als direct achter de wand houten palen staan die in de toekomst nog moeten blijven dragen. Een extra stempellaag is effectief om die verplaatsingen te reduceren.

Verder wordt er in de beoordeling vanuit gegaan dat het paalpuntniveau van de bestaande houtenpalen op NAP -20 m zit. Hiervoor wordt verwezen naar informatie van Fugro. Deze is mij onbekend; maar het zou goed kunnen dat de houten palen slecht 1,5 tot 2 m in het zand

zijn geslagen, zoals destijds niet ongebruikelijk. Dat wil zeggen dat de palenpunten op NAP – 18 a- 19m staan. De gevolgen hiervan zouden gezien moeten worden.

4.2 Bemaling

Zoals in het rapport aangegeven is voor de ontgraving tot NAP – 7m een spanningsbemaling noodzakelijk om opbarsten van de bouwputbodem te voorkomen. Het is te overwegen om deze spanningsbemaling zodanig te dimensioneren dat tijdelijk tot bouwputbodem kan worden afgemalen hetgeen in geval van welvorming een goede beheersmaatregel mogelijk maakt.

4.3 Installeren damwanden

In paragraaf 3.8 van het rapport wordt het installeren van de damwand behandeld. Er wordt o.a. gesteld dat het drukken van de damwandprofielen geen afname van de draagkracht van de bestaande palen tot gevolg heeft. Vervolgens wordt gesteld dat het omlaag trekken van de houten palen geen probleem is omdat ze in de betonvloer zijn ingeklemd. Dit is strijdig omdat dat defacto betekent dat de paal aan de vloer trekt en dus geen draagvermogen meer heeft. Als voorboren noodzakelijk is, dient van te voren te worden onderzocht wat dit betekent voor de draagkracht van de grond en de invloed op de damwand berekening. Dit levert mogelijk meer doorbuiging van de damwand.

Verder wordt geconstateerd dat de marge tussen de maximale capaciteit van de indrukmachine en de benodigde statische weerstand krap is. De kans is dus nagenoeg 1,0 dat er planken niet op diepte komen. Er moet een plan zijn, wat er die situatie gedaan moet worden.

Verder zal rekening gehouden moeten worden met obstakels in de ondergrond en de mogelijkheid dat de te drukken damwand op een houten stuit. Ook deze situatie moet in een risico analyse worden meegenomen, alsmede de maatregelen die dan noodzakelijk zijn.

5. Beoordeling Uitvoeringsrisico's

Geadviseerd wordt om een uitvoerige risico-analyse uit te voeren voor allen uitvoeringsrisico's. In deze analyse zullen ook maatregelen moeten worden beschreven, die moeten worden getroffen als de risico's zich voordoen en zo nodig maatregelen om te voorkomen dat de risico's zich voordoen.

Hierboven zijn al een aantal uitvoeringsrisico's genoemd, vooral die risico's die van invloed zijn op het ontwerp. Onderstaand worden de risico's nogmaals opgesomd en aangevuld.

5.1 Paalfundering

Mogelijk ontspanning van de ondergrond en dientengevolge afname van de conusweerstand als gevolg van de groutinjectie is een uitvoeringsrisico's dat echter zodanig is dat het ontwerp hierdoor sterk wordt beïnvloed.

Het niet volledig verdringen van de boorvloeistof in de eerste twee secties door grout tijdens het boven van de derde sectie is een risico dat eveneens het ontwerp betreft omdat achtergebleven bentonietsuspensie werkt als een smeerlaag, waardoor de schachtwrijving drastisch lager kan zijn dan de ontwerpwaarde.

Door het aanboren van bestaande houten palen en stagnatie kan het zijn dat palen opnieuw op een andere locatie moeten worden geboord; dit kan allerlei gevolgen hebben; deze moeten op voorhand zijn gezien. De speciale verharde tanden op de paalpunt zitten aan de onderzijde en lijken niet effectief bij het onder een kleine hoek aanboren van een bestaande paal.

5.2 Bouwput

Welvorming is een risico dat moet worden meegenomen in de risico analyse en in een plan van aanpak, evenals slotopeningen in de damwand.

Het niet op diepte kunnen drukken van de damwand is een risico met een grote kans van optreden. Een plan van aanpak voor die situatie moet worden opgesteld.

Het zal noodzakelijk zijn om tenminste lokaal voor te boren. De gevolgen van het voorboren zullen van te voren moeten worden gezien. Bovendien moet worden vastgesteld tot welke diepte verantwoord kan worden voorgeboord (met het oog op de damwand verplaatsingen).

6. Overige opmerkingen

Voor dit project CC3 project zijn tot heden geen diepe boringen uitgevoerd. Voor een project van deze omvang met een hoge moeilijkheidsgraad vanwege de niet te vermijden invloed op het monumentale Postgebouw is het aan te raden om als nog een adequaat grondonderzoek uit te voeren.

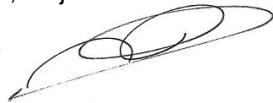
In de grondlaag van NAP -39 tot -43,5 m zit een ca 1 m dikke veenlaag die niet wordt onderkend in de rapportage. Deze harde veenlaag is ook elders in Rotterdam in de formatie van Kedichem aangetroffen.

In de rapportage worden op meerdere plaatsen parameters genoemd. Niet vermeld is of dit karakteristieke waarden zijn?

De stijghoogte in het eerste watervoerende pakket is aan gehouden op NAP -2m op basis van een zeer beperkte waarnemingsreeks. De gemeente Rotterdam beschikt over langdurige waarnemingen van de stijghoogte in dit watervoerende pakket. Het raadplegen van dit meetbestand is aan te bevelen.

In de Plaxis berekeningsresultaten, zoals figuur 38b worden waarden van de schachtwrijving gegeven die de limiet waarde uit de norm aanzienlijk overschrijden. Kennelijk is de schachtwrijving in deze berekeningen niet afgesloten op de limiet waarde uit de norm. In D-foundation is deze limiet wel aangehouden.

Delft, 19 juli 2018



Prof ir AF van Tol em.

Memo

Aan
Peter Oosterbaan, Drees & Sommer

Kopie
Robert Schipper, GeoBest

Datum
06 aug 2018

Van
Frits van Tol

Tel nummer
+31 (0)6 22519733

E-mail
a.fritsvantol@gmail.com

Onderwerp:
Second opinion (2), Post Rotterdam

1. Inleiding

Ondergetekende ontving op 13 juli van de Heer Oosterbaan van Drees & Sommer opdracht om een geotechnische beoordeling uit te voeren voor de geplande Hoogbouw Post Rotterdam. In een memo van 19 juli heeft ondergetekende een eerste reactie gegeven op de belangrijkste aspecten van de geotechnische rapportage nr. 30613-R001-RBR, dd 29 juni 2018 van GeoBest. Voorliggende memo (nr 2) geeft een benadering van de berekende zakkingen van de hoogbouw op basis van een onafhankelijke (van de Plaxis-analyse) beschouwing en geeft daarmee een controle op de juistheid, qua orde van grootte van de zakking van de Plaxis-analyse.

Deze memo is gebaseerd op een berekening van de draagkracht van de palen, met de uitgangspunten van GeoBest ($\alpha_s = 0,9\%$ en α_p is 0,63 en 0,9). Blijft onverlet dat ondergetekende grote twijfels heeft over de juistheid (aantoonbaarheid) van het uitgangspunt m.b.t. α_s , zoals verwoord in de memo 19 juli 2018.

2. Aanpak

In deze memo wordt eerst op basis van de uitgangspunten van GeoBest een verdeling van het schachtdraagvermogen over de hoogte berekend en de grootte van het puntdraagvermogen. Vervolgens wordt de maximale axiale kracht in de paal berekend en wordt de uiterste grenstoestand van de paal beschouwd. Vervolgens wordt een schatting gemaakt van de zakking, gebaseerd op afdracht van de volledige belasting in de eerste zandlaag. Deze berekening toont aan dat de zakking in dat geval zo groot is dat de palen het volledige draagvermogen in de tweede zandlaag zullen mobiliseren. Er wordt dan uitgerekend welke zakking nodig is om in de tweede zandlaag de representatieve waarde van de permanente belasting te dragen, waarbij wordt aangenomen dat in de eerste zandlaag geen afdracht van belasting meer plaats vindt. Dit geeft een redelijke indicatie van de zakking van de hoogbouw.

3. Draagvermogen

In tabel 1 wordt het schachtdraagvermogen voor de verschillende grondlagen berekend. Het berekende puntdraagvermogen van GeoBest wordt overgenomen.

Gegevens/uitgangspunten

Palen: Dschacht = 0,812 m; Dpunt = 0,950 m; omtrek schacht = 2,55 m; opp punt 0,709 m²
Paalpuntniveau NAP -65m;

alpha s = 2,5% in kleilagen en 0,9% in zandlagen

alpha p = 0,63 en 0,9 (resp onder en bovengrens)

Volgens GeoBest: geldt bij CPT 101:

Rb;cal = 5119 kN (alpha p = 0,63);

Rs;cal = 13309 kN

Fs;nk = 298 kN

Handmatige berekening

Schachtdraagvermogen

Tabel 1. Schachtdraagvermogen t.p.v. CPT 101

Diepte –m t.o.v. NAP	Conusweer stand gem	Schachtdraagvermogen H x Os x Alphas x qc	Schachtdraagvermogen kN
16,5 – 23	12	6,5 x 2,55 x 0,009 x 12000	1790
23 – 32	15	5 x 2,55 x 0,009 x 15000	1721
32 – 48	4	16 x 2,55 x 0,025 x 4000	4080
Totaal tot 48			7591
48 – 55	10	7 x 2,55 x 0,009 x 10000	1606
55 – 65	20 (limiet = 15)	10 x 2,55 x 0,009 x 15000	3442
Totaal 48 - 65			5048
Totaal		12639	12639

Puntdraagvermogen

Ondergrens conform GeoBest (alpha p = 0,63): 5119 kN

Bovengrens (alpha p = 0,9 en qc;gem = 15 MPa): 9571 kN

Toets op Rekenwaarde belasting

De rekenwaarde van de draagkracht $F_{r;d} = F_{r;cal} / \xi \times \gamma_r = (12639 + 5119) / 1,2 \times 1,2 = 12330$ kN
Dit is (nagenoeg) gelijk aan de rekenwaarde van de belasting 12.500 kN. Voor deze handberekening is dit voldoende. Bij de controle in ULS wordt alle schachtdraagkracht onder NAP -16,5m meegerekend. De paal zal immers in de uiterste grenstoestand alle schachtwrijving mobiliseren.

Zakking in geval alle belasting in de eerste zandlaag wordt afgedragen

Omdat schachtdraagvermogen bij geringe verplaatsing al wordt gemobiliseerd zullen de palen in eerste instantie nagenoeg alle belasting in de eerste zandlaag (NAP -16,5 tot 32 m) afdragen. In het GeBest rapport is aangegeven dat een fundering in de eerste zandlaag een gebouwzakking zou veroorzaken van 10 tot 20 cm. Dit komt overeen met de zakking van hoogbouw (>100m) in Rotterdam die gefundeerd is in de eerste zandlaag. Als dus alle belasting via schachtwrijving in de eerste zandlaag zou worden afgedragen, levert dit een samendrukking van meer dan 10 cm van formatie van Kedichem (tegenwoordig formatie van

Waalre genoemd). Door deze zakking zullen de palen die, volgens het huidige ontwerp tot NAP -65m reiken, dieper worden gedrukt en daardoor draagvermogen in de tweede zandlaag mobiliseren. De palen zullen in principe maximaal zoveel penetreren dat de volledige gebouwbelasting (incl. negatieve kleeft) in de tweede zandlaag (beter gezegd onder NAP -48m) wordt afgedragen; dan wordt er immers geen belasting meer afgedragen boven de formatie van Kedichem, waardoor deze niet meer wordt belast door het gebouw en niet meer zal worden samengedrukt.

Maximale axiale kracht in paal

Vanwege het mechanisme dat de palen ten gevolge van de gebouwbelasting en de samendrukking van de formatie van Kedichem in de tweede zandlaag penetreren is het van belang na te gaan of de palen deze maximale belasting wel constructief kunnen dragen. Als de palen geotechnische bezwijken (dieper worden gedrukt in de tweede zandlaag) is dit geen probleem als ze constructief bezwijken uiteraard wel.

De rekenwaarde van de belasting bedraagt maximaal $F_{s;d} = 12500$ kN
Als, t.g.v. samendrukking van de kleilagen van Kedichem alle schachtwrijving boven NAP -48 m naar omlaag werkt dan bedraagt de axiale kracht in de paal op dat niveau:
 $F_{s;max;d} = 12500 + 7591 = 20.091$ kN.

Deze kracht kan echter niet optreden omdat het draagvermogen onder NAP -48 m maximaal (bovengrens)
 $F_{r;max;cal} = 5048 + 9571 = 14.691$ kN
bedraagt.

Dit betekent dat de paal constructief dus tenminste deze laatste belasting (met bijbehorende veiligheid) moet kunnen dragen, omdat door samendrukking van de klei van Kedichem de schachtwrijving in de eerste zandlaag zich als negatieve kleeft zal manifesteren waardoor de paal daadwerkelijk in de tweede zandlaag penetreert, waarbij dus maximaal een kracht gelijk aan 14.691 kN kan worden geleverd.
Constructief lijkt ondergetekende dit geen probleem op te leveren, maar een dergelijke toets moet wel worden uitgevoerd door de constructeur van de palen.

De belasting uit het gebouw wordt dus in eerste instantie afgedragen in de eerste zandlaag en de formatie van Kedichem zal daardoor samendrukken waardoor het draagvermogen onder NAP -48m wordt gemobiliseerd en de paal dus zoveel dieper wordt gedrukt dat de benodigde draagkracht onder NAP -48 m wordt gemobiliseerd.
Hieruit kan de maximale optredende zakking worden berekend.

4. Zakking

Voor de zakking wordt uitgegaan van de representatieve permanente belasting, deze bedraagt volgens GeoBest 5650 kN per paal; voor de zakking moet hier de negatieve kleeft tot NAP -16,5 m bij worden opgeteld; dit levert een paalbelasting gelijk aan 5950 is afgerond 6000 kN. Bezien wordt hoeveel zakking van de paal nodig is om 6000 kN aan draagkracht te mobiliseren onder het niveau van NAP -48 m. Hiervoor wordt de representatieve waarde van het draagvermogen van schacht en punt (nu de ondergrens) genomen. Daartoe worden de berekende waarden door 1,2 (ξ) gedeeld.

Datum
06 aug 2018

Pagina
4/5

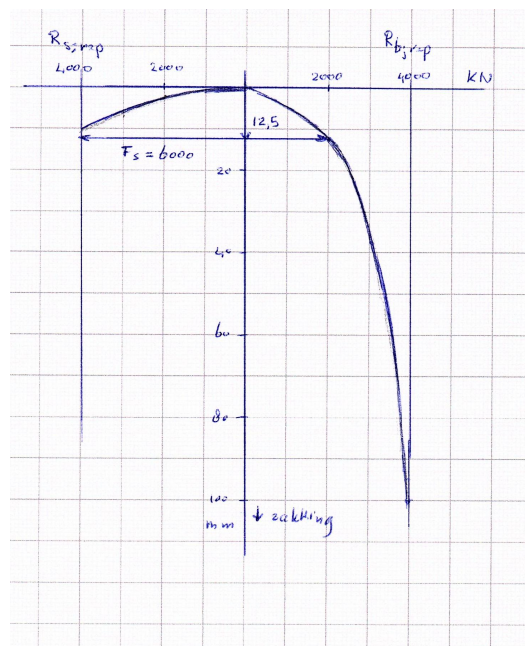
$R_{schacht;rep} = 5048 / 1,2 = 4200 \text{ kN}$

$R_{punt;rep} = 5019 / 1,2 = 4182 \text{ kN}$

Voor de eenvoud worden beide waarden afgerond op 4000 kN.

Uit het gecombineerde last-zakkingsdiagram op basis van de representatieve draagkracht, in figuur 1 blijkt dat bij een belasting gelijk aan 6000 kN het schachtdraagvermogen (onder NAP - 48m) volledig wordt gemobiliseerd en ca 2000 kN aan puntdraagvermogen. Hierbij hoort een zakking gelijk aan 12,5 mm. Dit betekent dat bij een zakking van 10 a 15 mm in de tweede zandlaag voldoende draagvermogen wordt gemobiliseerd om de permanente belasting te dragen. Omdat er dan geen belasting meer behoeft te worden afgedragen in de eerste zandlaag is er dus geen verdere samendrukking meer van de kleilagen van Kedichem en is 10 a 15 mm de zakking van de paal in de tweede zandlaag.

Figuur 1 Samengesteld last-zakkingsdiagram



Om de paalkop zakking hierbij uit te rekenen moet de elastische verkorting van de paal nog worden berekend over het gedeelte van paalkop tot onder in de tweede zandlaag.

Aangenomen wordt dat de representatieve permanente belasting van 6000 kN op het niveau van NAP -59m volledig wordt afgedragen. Dit betekent dat de elastische verkorting wordt berekend bij een constante (over de hoogte) belasting van 6000 kN over een paallengte van 60 m. (NAP + 1 tot - 59 m).

Bij een wanddikte van 16 mm en een betonstijfheid van 20.000 N/mm² bedraagt de elastische samendrukking ongeveer 20 mm; bij een stijfheid van 30.000 N/mm² ongeveer 15 mm.

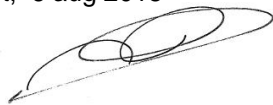
Dit betekent dat de paalkop in het totaal 10 a 15 + 15 a 20 = 25 a 35 mm zal zakken om de permanente representatieve belasting te kunnen dragen.

5. Conclusie

Als kan worden aangetoond dat de voorgestelde Tubex-grout-injectie-palen, zoals GeoBest aan heeft gehouden een schachtwrijvingsfactor α s gelijk aan 0,9% bezitten dan heeft deze paal voldoende draagvermogen om de belastingen te dragen en zal de zakking van de hoogbouw in de orde van 25 a 35 mm bedragen.

Deze zakking is wat minder dan met de Plaxis analyse wordt berekend. Uiteraard is deze eenvoudige handberekening minder nauwkeurig. Bovendien wordt de samendrukking onder het paalpuntniveau in bovenstaande handberekening niet meegenomen. Het geeft echter aan dat de orde van grootte van de zakking zoals berekend in de Plaxis-analyse correct is en dat de ontwerpbenadering voldoet.

Delft, 6 aug 2018



Prof ir AF van Tol em.

Memo

Aan
Peter Oosterbaan, Drees & Sommer
Robert Schipper, GeoBest

Datum
12 sept 2018

Van
Frits van Tol

Tel nummer
+31 (0)6 22519733

E-mail
a.fritsvantol@gmail.com

Onderwerp:
Second opinion, (3), Hoogbouw post Rotterdam

1. Inleiding

Ondergetekende heeft van Drees & Sommer opdracht gekregen om een geotechnische beoordeling uit te voeren voor de geplande Hoogbouw Post Rotterdam.

In een memo van 19 juli 2018 heeft ondergetekende een eerste reactie gegeven op de belangrijkste aspecten van de geotechnische rapportage nr. 30613-R001-RBR, dd 29 juni 2018 van GeoBest. Vervolgens is memo (nr 2), dd 6 aug 2018 opgesteld dat een benadering van de berekende zakkingen van de hoogbouw, op basis van een onafhankelijke beschouwing geeft.

Daarnaast heeft via de mail een discussie plaats gevonden over de axiale paalstijfheid onder kortdurende wisselende belastingen.

Naar aanleiding van de second opinion heeft meerdere keren overleg plaats gevonden, waarvan het laatste op 12 sept 2018.

In voorliggend memo, second opinion (3) wordt de stand van zaken na dit laatste overleg vastgelegd. Er wordt aangegeven waar overeenstemming over de uitgangspunten is en waar nog nadere onderbouwing/onderzoek gewenst is.

2. Draagvermogen palen

2.1. Nasonderingen.

Naar aanleiding van de discussie over de mogelijke ontspanning van de zandlagen tijdens het inboren van de Tubexgroutinjectie palen met grout werden bij het project Zalmhaven bij een uitgevoerde proefpaal na eerdere twijfels nog twee sonderingen uitgevoerd waarbij tot ca NAP -48 werd geboord en pas vanaf die diepte gesondeerd werd, om er zeker van te zijn dat de sondering op de juiste plaats, nabij de paal, werd uitgevoerd. Dit is bij een van de twee gelukt; uit deze nieuwe sondering bleek dat de conusweerstand overeenkomt met de oorspronkelijke. De andere sondering is niet gelukt.

Omdat er feitelijk maar 1 sondering is die aantoont dat geen ontspanning plaats vindt, blijft hier enige twijfel over. Tijdens de uitvoering zal mede daarom een redelijk aantal controlesonderingen moeten worden uitgevoerd, om zeker te zijn dat er geen ontspanning optreedt door het installeren van de paal met groutinjectie en om de kwaliteit van de fundering in het werk aan te kunnen tonen.

Uiteraard houdt dit in dat het risico bestaat dat er tijdens de uitvoering wordt geconstateerd dat er wel ontspanning is opgetreden, met alle gevolgen van dien.

2.2. Draagvermogen factoren

Voor het ontwerp worden de volgende uitgangspunten als veilige ontwerpwaarden beoordeeld. Voor de bovenste sectie, die met bentoniet wordt geboord:

Voor zand en klei lagen: α_s is 0,4% met een diameter gelijk aan de buitenkant van de casing, 762 mm

Voor de sectie die met grout wordt geboord:

Voor zandlagen: α_s is 0,9% met een diameter gelijk aan de paalvoet, 950 mm

Voor kleilagen: α_s is 2,5% met een diameter gelijk aan het gemiddelde van schacht en punt, zijnde 850 mm

3. Zakking en hoekverdraaiingen

Voor de berekening van de zakkingen en de hoekverdraaiingen bij de belendingen is afgesproken om een gevoeligheidsanalyse uit te voeren. Hierbij wordt ook gerekend met een 25% lagere en 10% hogere stijfheid en met een factor 2 lagere en hogere dwarscontractie coëfficiënt.

4. Stijfheid onder kortdurende wisselende belasting

De stijfheid van de palen onder kort durende wisselende belasting, zoals windbelasting werd door GeoBest benaderd volgens de aanpak zoals aangegeven in het "Convenant Hoogbouw". Die benadering is erop gebaseerd dat eerst de zakking onder de statische belasting plaats vindt tot het (belasting)niveau van de permanente belasting. De wisselende wind belasting zal dan na een eerste slappere tak het gedrag in ontlasten en herbelasten volgen. Volgens het Convenant is de stijfheid van deze ontlast- en herbelasttak een factor 3 stijver. Dit is dus inclusief de elastische stijfheid van de paal. Het materiaal gedrag van de paal in kortdurende belastingen is van wege het ontbreken van de kruip een factor 1,5 stijver. Dit zou betekenen dat volgens het Convenant de belasting op een veel hoger niveau wordt afgedragen. Het is wel bekend dat kortdurende belastingen in eerste instantie door de schachtwrijving boven in de (draagkrachtige)grond wordt afgedragen.

In welke mate dit inderdaad ook bij het funderingsontwerp voor deze hoogbouw het geval is, zal nog moeten worden onderzocht. Hiertoe zullen op korte termijn een aantal berekeningen worden gemaakt.

5. Bouwput

Over een aantal punten aangaande het ontwerp van de bouwput is reeds overeenstemming.

Voor een aantal punten zullen aanvullende berekeningen worden gemaakt. Bijvoorbeeld met betrekking tot de interactie tussen beide wanden. De volledige bouwput zal in Plaxis worden gemodelleerd, inclusief de interactie tussen beide tegen over elkaar liggende wanden. De noodzaak en effectiviteit van voorspanning van de stempels zal dan nog worden gezien, in het licht van de doorbuiging van de wanden.

Datum
12 sept 2018

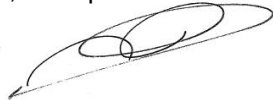
Pagina
3/3

Ook de gevolgen voor de bestaande houten palen met name het kopmoment tgv de inklemming in de betonvloer zullen worden gezien, c.q. worden overlegd met de constructeur. Tijdens de uitvoering zal ten aanzien van het inbrengen van de damwanden rekening worden gehouden met de noodzaak van voorboren als de planken niet op diepte kunnen komen. Over een aantal andere aspecten is nog overleg gaande.

6. Uitvoeringsrisico's

Ook met betrekking tot de beheersing van uitvoeringsrisico's is het overleg nog lopende.

Delft, 12 sept 2018



Prof ir AF van Tol em.

Memo

Aan
Peter Oosterbaan, Drees & Sommer
Robert Schipper, GeoBest

Datum
16 nov 2018

Van
Frits van Tol

Tel nummer
+31 (0)6 22519733

E-mail
a.fritsvantol@gmail.com

Onderwerp:
Second opinion, (4), Hoogbouw post Rotterdam

1. Inleiding

Ondergetekende heeft van Drees & Sommer opdracht gekregen om een geotechnische beoordeling uit te voeren voor de geplande Hoogbouw Post Rotterdam.

In een memo van 19 juli 2018 heeft ondergetekende een eerste reactie gegeven op de belangrijkste aspecten van de geotechnische rapportage nr. 30613-R001-RBR, dd 29 juni 2018 van GeoBest. Vervolgens is memo (nr 2), dd 6 aug 2018 opgesteld dat een benadering van de berekende zakkingen van de hoogbouw, op basis van een onafhankelijke beschouwing geeft.

Daarnaast heeft via de mail een discussie plaats gevonden over de axiale paalstijfheid onder kortdurende wisselende belastingen.

Naar aanleiding van de second opinion heeft meerdere keren overleg plaats gevonden, waarvan het laatste op 12 sept 2018. Op deze datum heeft ondergetekende een memo, second opinion (3) uitgebracht, waarin werd aangegeven waar overeenstemming over de uitgangspunten is en waar nog nadere onderbouwing/onderzoek gewenst is.

Onlangs is door GeoBest een rapport 30613-R002-RSC, dd 13 nov 2018, uitgebracht. Ondergetekende heeft dit rapport gereviewed en zijn bevindingen in voorliggende memo (nr 4) vastgelegd.

2. Ontwerp Tubex groutinjectie palen

2.1. Draagkracht

De in rapport 30613-R002-RSC aangegeven draagkrachtberekening voor de Tubex groutinjectie palen, die in twee secties zullen, is m.i. akkoord.

2.2. Nasonderingen

Tijdens de uitvoering zal een aantal controlesonderingen moeten worden uitgevoerd, om zeker te zijn dat er geen ontspanning optreedt door het installeren van de paal met groutinjectie en om de kwaliteit van de fundering in het werk aan te kunnen tonen.

Uiteraard houdt dit in dat het risico bestaat dat er tijdens de uitvoering wordt geconstateerd dat er wel ontspanning is opgetreden, met alle gevolgen van dien.

2.3. Uitvoering

De tweede sectie van de palen wordt geboord met gelijktijdig injecteren van grout. Deze werkwijze is het uitgangspunt voor de draagvermogen factoren in de norm NEN-EN 9777-1, 2017. Dit betekent dat ook de uitvoering in overeenstemming moet zijn met de werkwijze zoals gehanteerd bij de genormeerde Tubex-groutinjectie paal, inclusief uitvoeringsparameters.

3. Stijfheid onder kortdurende wisselende belasting

De stijfheid van de palen onder kortdurende wisselende belasting is onderwerp van een nadere studie geweest. Hierbij is niet, zoals het Convenant Hoogbouw aangeeft de stijfheid van de ontlast- en herbelasttak een factor 3 stijver dan de "normale" stijfheid. Er is een aparte berekening gemaakt rekening houdend met het "werkelijke" gedrag van de interactie paal/grond en de korte duur stijfheid van de betonnen paal. Het blijkt dat de wisselende belasting met name in de eerste zandlaag wordt afgedragen. De uiteindelijke stijfheid voor wisselende kortdurende belasting is 600 MN/m hetgeen ongeveer een factor 2 hoger is dan de veerstijfheid voor statische belastingen. Dit komt ondergetekende redelijk voor.

4. Zakking en hoekverdraaiingen

Voor de berekening van de zakkingen en hoekverdraaiingen heeft GeoBest het EEM Plaxis gebruikt. In hoofdstuk 5 en 6 van 30613-R002-RSC wordt hierop ingegaan. Naar aanleiding van dit hoofdstuk worden de volgende opmerkingen gemaakt.

4.1 Gehanteerde Plaxis parameters.

Sondering 101 van MOS geeft op NAP -72m tot verkende diepte – 77m een kleilaag met conusweerstand in de orde van 6 tot 8 MPa. In tabel 3 is het grondprofiel aangegeven dat in Plaxis is gebruikt. Het vaste zand loopt in die schematisatie door tot NAP -77m. De kleilaag is dus niet meegenomen, terwijl de bovenkant van deze kleilaag 7 m onder de onderkant van de palen zit. De verwachting is dat daar nog wel wat zakking uitkomt.

GeoBest heeft hiernaar inmiddels aanvullende berekeningen, (resultaten gemaald aan ondergetekende per 15 nov 12018) gemaakt die aangeven dat de gebouwszakkingen ca 10 mm groter zijn in geval er een 10 m dikke kleilaag wordt gemodelleerd op NAP -72,5 m. Een nadere beschouwing in een definitieve rapportage, mede rekening houdend met de resultaten van de nog te maken sonderingen is wenselijk.

4.2. Fasering

In par. 5.5 wordt de in Plaxis gehanteerde fasering aangegeven. In stap 11 wordt een horizontale belasting aangebracht. Deze belasting simuleert de windbelasting en wordt op de funderingsplaat aangebracht. Niet duidelijk is of het hierbij behorende "overturning moment" ook is aangebracht zodat ook de scheefstand van de toren kan worden berekend.

4.3 Resultaten

In figuur 20 en 22 is de berekende zakking van de funderingsplaat aangegeven resp. direct na belasten en na consolidatie. Uit de berekeningen volgt dat de funderingsplaat (en dus de hoogbouw) ca 15 mm scheef zakt. Uit de rapportage blijkt niet direct of dit het gevolg is van *i* belastingverschillen, *ii* verschillen in de stijfheid van de ondergrond of *iii* de windbelasting met "overturning moment". Het lijkt mij goed om daar in het rapport op in te gaan.

In figuur 23 en 24 is de normaalkracht in een hoekpaal en een middenpaal aangegeven. Het blijkt dat de hoekpaal een aanmerkelijk lagere belasting heeft dan de middenpaal, terwijl de zakking van de hoekpalen (ook zonder stijve vloerplaat) kleiner is dan de zakking van de middenpalen. De verwachting zou m.i. zijn dat daardoor t.g.v. herverdeling meer belasting naar de rand- en hoekpalen gaat dan naar de midden palen. Mogelijk dat de hoekpaal sowieso (veel) minder belasting uit de bovenbouw heeft. Enige verklaring lijkt aan te bevelen.

In figuren 33 en 34 wordt de berekende paalkopverplaatsing gegeven, in geval er geen stijve vloerplaat aanwezig is. In de tekst wordt aangegeven dat de rotatie in de orde van 1:2500 ligt. Het is niet duidelijk waarom is hier sprake van minder scheefstand dan in figuren 20 en 22. Verder is het goed om onderscheid te maken in rotatie (scheefstand van de gehele fundering) en doorbuiging (of relatieve rotatie). Ook hier is de vraag of de windbelasting (en het moment) is meegerekend.

5. Bouwput

De volledige bouwput is in Plaxis gemodelleerd, inclusief de interactie tussen beide tegen over elkaar liggende wanden. De berekende maximale doorbuiging van de damwanden bedraagt ca 60 mm volgens D-sheet en 40 mm volgens Plaxis. De berekende doorbuiging van de houten palen bedraagt 26 mm. Deze resultaten komen mij redelijk voor.

Een aspect dat niet aan de orde is geweest is het effect van de grondverdringing door de nieuwe palen. Per paal wordt per m' ongeveer 0,5 m3 verplaatst. Het aanbrengen van ca 50 over een lengte van 34 m langs een wand betekent een aanmerkelijke horizontale verplaatsing, waardoor de damwand naar buiten zal worden gedrukt. Als grondverdringing problemen op levert kan worden overgegaan tot voorboren.

Tijdens de uitvoering zal ten aanzien van het inbrengen van de damwanden rekening moeten worden gehouden dat sommige planken niet op diepte kunnen komen. Dieper voorboren dan nu voorzien zal dan noodzakelijk zijn.

6. Uitvoeringsrisico's

Hierboven zijn reeds een aantal uitvoeringsrisico's opgemerkt. Onderstaand worden deze nogmaals herhaald en aangevuld met nog niet genoemde risico's. De opsomming is niet uitputtend. Geadviseerd wordt om de uitvoerende partij zijn "eigen" risico analyse te laten uitvoeren en te bezien of de in deze memo genoemde risico's zijn geadresseerd en hoe deze zullen worden gemitigeerd.

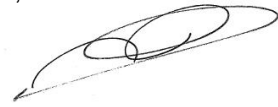
- Uit de na-sonderingen na het installeren van de palen blijkt dat de conusweerstand is afgenomen.
- Door obstakels (puin, bestaande palen, e.d.) komen te installeren palen niet op diepte en moeten deze op een andere locatie worden gemaakt.

Datum
16 nov 2018

Pagina
4/4

- Door grondverdringing t.g.v. het installeren van de palen treedt zodanige vervorming op dat schade aan het bestaande gebouw optreedt.
- Damwand komt niet op diepte ten gevolge van de te hoge weerstand of obstakels.
- Damwand loopt uit het slot en er treedt lekkage op, mogelijk met grondtransport.
- Bouwput bodem is lek waardoor welvorming optreedt, met erosie van zand uit eerste zandlaag.

Delft, 16 Nov 2018



Prof ir AF van Tol em.

Memo

Aan
Peter Oosterbaan, Drees & Sommer
Robert Schipper, GeoBest

Datum
5 dec 2018

Van
Frits van Tol

Tel nummer
+31 (0)6 22519733

E-mail
a.fritsvantol@gmail.com

Onderwerp:
Second opinion, (5), Hoogbouw post Rotterdam

1. Inleiding

Ondergetekende heeft van Drees & Sommer opdracht gekregen om een geotechnische beoordeling uit te voeren voor de geplande Hoogbouw Post Rotterdam en heeft zijn bevindingen in 4 memo's vastgelegd. In memo (4), een reactie op het laatste rapport van GeoBest, nr 30613-R002-RSC, werd kort stil gestaan bij de uitvoeringsrisico's. In voorliggende memo (5) wordt apart ingegaan op de uitvoeringsrisico's.

2. Uitvoeringsrisico's

Met betrekking tot de uitvoeringsrisico's wordt geadviseerd om de uitvoerende partij een "eigen" risico analyse te laten uitvoeren en te bezien of de onderstaande risico's in de risico analyse zijn geadresseerd en of en hoe, (correctief of preventief) deze worden gemitigeerd.

1. Na het vrijkomen van de locatie zullen nog aanvullende sonderingen worden gemaakt; een risico is dat uit die sonderingen een afwijkende grondopbouw blijkt. Belangrijkste risico's daarbij zijn:

- dat de draagkracht van de zandlagen op funderingsniveau aanmerkelijk lager zijn dan volgens de reeds uitgevoerde sonderingen
- dat de dikte van de samendrukbare lagen onder het paalpuntniveau sterk afwijkt van de eerdere sonderingen, waardoor zettingsverschillen zouden kunnen ontstaan.

2. Het paalpuntniveau wordt niet bereikt ten gevolge van te grote weerstand. Hierdoor blijven de palen te hoog staan of moeten de palen met een hoger debiet worden geboord, waardoor ontspanning optreedt.

3. Door obstakels (puin, bestaande palen, e.d.) komen een aantal te installeren palen niet op diepte en moeten deze op een andere locatie worden gemaakt.

4. Uit de na-sonderingen na het installeren van de palen blijkt dat de conusweerstand is afgenomen.

5. Door grondverdringing t.g.v. het installeren van de palen treedt zodanige vervorming op dat schade aan het bestaande gebouw optreedt.

6. De damwand komt niet op diepte door middel van drukken ten gevolge van de te hoge weerstand of obstakels. Hierdoor zal moeten worden voorgeboord omdat alternatieven zoals intrillen niet mogelijk zijn in verband met de bestaande funderingen.

7. Door het intensief voorboren voor de damwand wordt de grond zodanig verstoord dat de bestaande fundering draagkracht verliest en de damwand meer doorbuigt dan voorzien.

8. Het drukken van de damwand levert een grote neerwaartse kracht uit op de bestaande houten palen waardoor deze zakken. Bijkomend risico hierbij is dat ten gevolge van de stijve bestaande kelderconstructie, het verlies aan draagkracht van de bestaande palen niet wordt onderkend (de monitoring kan dit niet meten) totdat de kelderconstructie scheurt en schade oploopt.

9. De damwand loopt uit het slot en er treedt lekkage op tijdens de ontgraving, mogelijk met grondtransport.

10. Welvorming ten gevolge van getrokken palen of langs bestaande palen door de resterende kleilagen of door bestaande onvolkomenheden in kleilaag. Door de welvorming treedt erosie van zand uit eerste zandlaag op.

11. De bemaling valt uit, waardoor de bouwputbodem opbarst.

12. De bouwputwand verspringt nabij as T5; hoe wordt dit gerealiseerd en kan dit worden gedrukt. Door de sprong loopt de gording op as TJ en TB niet door; de normaal kracht in de gording moet wel kunnen doorlopen of anderszins te kunnen worden opgenomen.

13. Uitvoering waterdichte aansluiting tussen bestaande kelder en damwandconstructie cq nieuwe keldervloer is aandachtspunt, mede omdat hier vervormingsverschillen zullen optreden.

Delft, 5 Dec 2018



Prof ir AF van Tol em.